

PC鋼棒で連結された土中埋め込み型プレキャスト コンクリートガードフェンスの衝撃立体挙動解析

IMPACT THREE DIMENSIONAL BEHAVIOR OF THE PRECAST CONCRETE GUARDFENSE BURIED INTO SOIL AND CONNECTED WITH PC BAR

小林一隆*・香月智**・石川信隆***・太田俊昭****

Kazutaka KOBAYASHI, Satoshi KATSUKI, Nobutaka ISHIKAWA, Toshiaki OHTA

* 日本サミコン株式会社 技術部研究開発課 (〒950新潟市弁天橋通1-8-23)

** 工博 防衛大学校助教授 土木工学科 (〒239横須賀市走水1-10-20)

*** 工博 防衛大学校教授 土木工学科 (〒239横須賀市走水1-10-20)

**** 工博 九州大学教授 工学部建設都市工学科 (〒812福岡市東区箱崎6-10-1)

This paper presents a two-step analytical approach for the impact three dimensional behavior of the precast concrete guardfense (so called PGF) buried into soil and connected with PC bar against a right angle collision of a model car. This analytical method is composed by two steps. Step 1 is the impact response analysis for the unit PGF by using the rigid body-spring method. By this step, the horizontal and rotational displacements of unit PGF are found. Step 2 is the restoring force analysis of the PC bar connected PGF. By this step, the restoring force of PC bar is obtained by the geometrical condition of PGF after impact. By performing the two-step analysis repeatedly, the three dimensional behavior of PGF is found and compared with the model impact experiment. Finally, the influences of soil strength, prestressing of PC bar, impact velocity and buried depth of PGF are examined on the maximum and residual displacements, respectively.

Key Words: precast concrete guard fense, impact three dimensional behavior, rigid body-spring method

1. 緒言

プレキャストコンクリート製ガードフェンス (以下, PGFと呼ぶ) の歴史は, 1965年頃にニュージャージー型がアメリカで実施されたことに始まり, その後ヨーロッパに伝えられ, 重大事故の回避や維持管理の優位性から急速に普及してきた¹⁾. また, その効果についても数多くの調査報告²⁾がなされており, 重大交通事故の減少に有効であることが実証された. 一方, 国内においても, 1970年に日本道路公団横浜新道で採用され, その効果が確認されたが, 設置基準等の整備が進まないことから普及するまでには至っていない.

しかし, 近年, 建設省土木研究所を中心にPGFの実車衝突実験が行われており, その性能や効果に関する実験的研究が進められている³⁾ (写真-1). また, これらの実験結果をもとに, 建設省や日本道路公団においても試験施工が行われ, その一例として写真-2のような京葉自動車道の交通量の多い地帯において設置された土中埋め込み型PGFがある. すなわち, PGFのような高剛性の防護柵を設置することにより, 車両の衝突によ

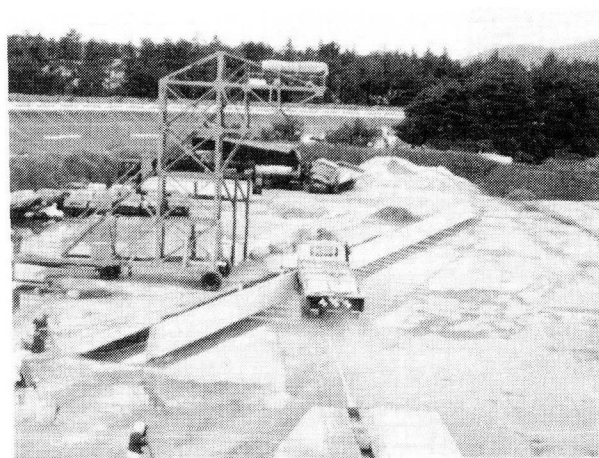


写真-1 実車衝突実験

る防護柵の破損や, 衝突車両が対向車線に逸脱するような重大事故を防止する必要性が我が国でも高まってきた.

さて, 土中埋め込み型PGFとは, 基礎一体型のPGFを土中に埋めこむことによって, PGFの移動制御と衝突車両の衝撃力の緩和効果を同時に満足させようとしたものである. この土中埋め込み型PGFは, 複数個の

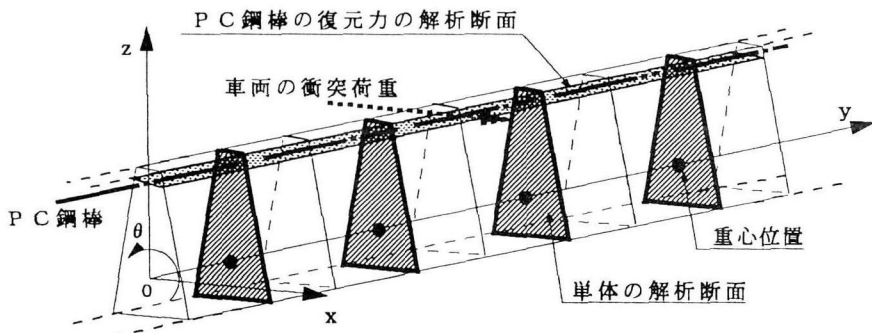


図-1 PGFのモデル化概要図

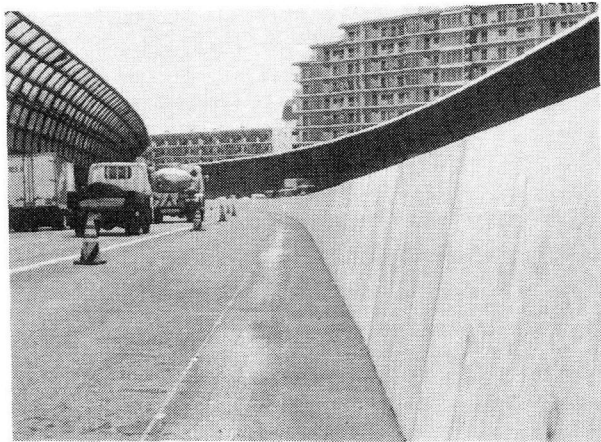


写真-2 土中埋め込み型PGFの実施例

単体PGFをPC鋼棒で連結させた構造で、施工が容易なうえ、さらに移動量も少ないため施工後の維持補修という点でも期待されている。また、土中埋め込み型PGFについては平成5年⁴⁾および6年に行われた実車衝突実験において、そのガードフェンスとしての性能や安定性が確認されている。

しかし、実車実験は高価であり、衝撃挙動を詳細に検討することに限界があることから、衝突現象を比較的適切に表現でき、かつ簡便性を兼ねそなえたシミュレーション法の開発が必要である。

このような観点から、著者らは本研究に先立ち、土中埋め込み型PGFの単体に関する衝撃模型実験と解析⁵⁾およびPC鋼棒によって連結されたPGFの衝撃模型実験⁶⁾と道路軸方向の衝撃応答解析⁷⁾に関する研究⁸⁾を行ってきた。これらの研究段階では、PGFの断面形状について未決定であったため、図-1に示す形状や底面幅を広げるためのフーチングをつけたタイプについても比較検討した。この結果、フーチングのない図-1のタイプがPC鋼棒の緊張力によって復帰されるスウェイ運動効果(最大応答変位と残留変位との差が大きい水平復元力効果)のために、車両に生じる衝撃加速度が他のタイプに比して小さく、搭乗者の安全重視の観点から図-1のタイプの採用がほぼ決定された。一方、解析法に関する研究としては、連結PGFを道路軸方向に2次元モデル化した剛体-ばねモデル解析により、連結PGFの実

験結果をほぼシミュレートできることを示した⁸⁾。しかし、この手法はPGFの垂直面内での回転運動を考慮していないため、スウェイ運動をうまく表現できる解析手法ではなかった。

そこで本研究は、PC鋼棒で連結した土中埋め込み型PGFの衝撃立体挙動を、上記2つの解析法^{5), 7)}を組み合わせで説明しようとしたものである。まず、ステップ1として道路垂直面内の単体PGFに対して剛体-ばねモデルを用いた衝撃応答解析を行い、PGF重心の回転および水平・垂直移動量を求めた。次に、ステップ2として道路軸方向の連結PGFに対して生ずる変形状態から幾何学的条件を用いてPC鋼棒の復元力を算出した。以上のステップ1, 2を逐次繰り返す2段階解析手法を開発し、これを用いてPC鋼棒で連結した土中埋め込み型PGFの衝撃立体挙動を推定した。つまり、数値計算結果と衝撃模型実験結果とを比較検討することにより、解析法の妥当性を検証するとともに、各種構造パラメータ(土の強度、PC鋼棒の初期緊張力、衝突速度および埋め込み深さなど)がPGFの最大変位および残留変位に与える影響について検討を行い、PGFの設置基準に関する基礎的資料を得ようとしたものである。

2. 解析方法

2.1 解析モデル

本解析では、各要素を次のようにモデル化するものとした。まず、先に行った模型実験⁵⁾や実車衝突実験⁴⁾において、PGFのコンクリートおよび鉄筋のひずみがそれぞれひび割れ限界や破断ひずみに比べて小さいことから、PGFを図-2のように1つの剛体として運動を行うものとした。また、埋め戻しに用いた砂は図-3に示すように圧縮方向のみに働くばね(k_n)とダッシュポット(d_n)および、PGFとの間に作用する摩擦抵抗を表すせん断ばね(k_s)とダッシュポット(d_s)としてモデル化した。さらに、連結用のPC鋼棒はコンクリートと付着のないアンボンド状態で配置されているために、その応力は定着区間で一定とした。一方、衝突車両は種類が多くかつ複雑な構造をしており、モデル化が非常に困難であるので、今回の解析ではPGFのみの衝撃挙動を重点的に調

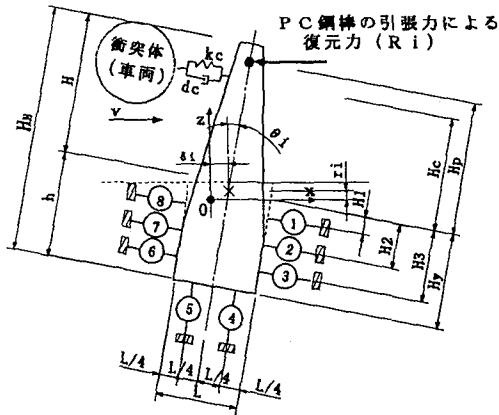


図-2 道路直角方向の垂直面内における単体PGFの解析モデル

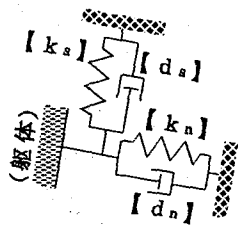


図-3 各地盤ばね要素

べるために、車両は図-2に示すように局部ばね(k_o)と局部ダッシュポット(d_o)によって簡易にモデル化するものとした。

以上のような仮定に基づき、まず、道路垂直面($x-z$)内の解析モデルを図-2に示すように、各単体PGFが地盤ばねによって支えられた剛体-ばねモデルとし、次に道路軸方向($x-y$ 平面)内における解析モデルは、図-4に示すようなPC鋼棒で連結された剛体-ばねモデルとした。なお、図-2で地盤ばねとダッシュポットの数を8組取り付けしたが、その理由は次のとおりである。まず最も簡単なモデルとして左右側面および底面に各1組を取り付けたが、あまり地盤の挙動を正確に表現できず、したがって徐々に数を増やしていき、ちょうど図-2のような8組のとき実験におけるPGFの変位挙動(図-1.2参照)を比較的良好にシミュレートでき、それ以上増やしてもあまり変化がなかったからである。以下に2段階解析手法について述べる。

2.2 ステップ1：道路直角方向の垂直平面($x-z$)内の単体PGFの運動解析

いま、 i 番目の単体PGFの変位自由度を図-2に示すように重心における水平(δ)、垂直(r)、回転(θ)の3自由度とし、衝突車両の移動量を v によって表わすものとする。図-2に示すように時刻 t においてすでに θ_i だけ回転した状態における変形適合条件は、各変位増分と土ばねおよび車両衝突点での局部ばね変形増分とを関連づけることにより次式によって与えられる。

$$\begin{bmatrix} dq_{n1} \\ dq_{n1} \\ dq_{n2} \\ dq_{n2} \\ dq_{n3} \\ dq_{n3} \\ dq_{n4} \\ dq_{n4} \\ dq_{n5} \\ dq_{n5} \\ dq_{n6} \\ dq_{n6} \\ dq_{n7} \\ dq_{n7} \\ dq_{n8} \\ dq_{n8} \\ dq_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & \xi & -\eta & H_1 \\ 0 & \eta & \xi & \frac{L}{2} \\ 0 & \xi & -\eta & H_2 \\ 0 & \eta & \xi & \frac{L}{2} \\ 0 & \xi & -\eta & H_3 \\ 0 & \eta & \xi & \frac{L}{2} \\ 0 & -\eta & -\xi & -\frac{L}{4} \\ 0 & -\xi & \eta & -H_y \\ 0 & -\eta & -\xi & \frac{L}{4} \\ 0 & -\xi & \eta & -H_y \\ 0 & -\xi & \eta & -H_3 \\ 0 & \eta & \xi & -\frac{L}{2} \\ 0 & -\xi & \eta & -H_2 \\ 0 & \eta & \xi & -\frac{L}{2} \\ 0 & -\xi & \eta & -H_1 \\ 0 & \eta & \xi & -\frac{L}{2} \\ \xi & -\xi & \eta & H_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dv \\ d\delta_i \\ d\delta_i \\ dr_i \\ d\theta_i \end{bmatrix} \quad (1)$$

ただし、 $\eta = \sin \theta_i$ 、 $\xi = \cos \theta_i$ 、 dq_{nj} ： j 番目の土ばねのPGF躯体に対して垂直方向の圧縮変形増分、 dq_{nj} ： j 番目の土ばねのPGF躯体に対して平行方向のすべり変形増分、 dq_c ：衝突点局部ばねの圧縮変形増分、 L ：PGFの底面幅、 $H_1 \sim H_3$ ：PGF重心から各土ばねまでの垂直距離、 H_c ：PGF重心と衝突点までの垂直距離。

ここで、式(1)の係数行列を適合マトリクス C と名付けると、適合条件式は次のように表される。

$$dq = Cdu \quad (2)$$

ただし、 dq ：各ばねの変形増分ベクトル、 du ：車両の移動増分と単体PGFの重心における変位増分ベクトル。

続いて、各ばねの変形増分にもなうばねの内力増分は次式によって求められる。

$$\begin{bmatrix} dQ_{n1} \\ dQ_{n1} \\ dQ_{n2} \\ dQ_{n2} \\ dQ_{n3} \\ dQ_{n3} \\ dQ_{n4} \\ dQ_{n4} \\ dQ_{n5} \\ dQ_{n5} \\ dQ_{n6} \\ dQ_{n6} \\ dQ_{n7} \\ dQ_{n7} \\ dQ_{n8} \\ dQ_{n8} \\ dQ_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{n1} & & & & & & & & & & & & & & & & \\ & k_{n1} & & & & & & & & & & & & & & & & \\ & & k_{n2} & & & & & & & & & & & & & & & \\ & & & k_{n2} & & & & & & & & & & & & & & \\ & & & & k_{n3} & & & & & & & & & & & & & \\ & & & & & k_{n3} & & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & 0 & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & & k_{n4} & & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & k_{n4} & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & k_{n5} & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & k_{n5} & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & k_{n6} & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & & k_{n6} & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & & & k_{n7} & & & & & \\ & & & & & & & & & & & & & & k_{n7} & & & & \\ & & & & & & & & & & & & & & & k_{n8} & & & & \\ & & & & & & & & & & & & & & & & k_{n8} & & & & \\ & & & & & & & & & & & & & & & & & k_c & & & & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dq_{n1} \\ dq_{n1} \\ dq_{n2} \\ dq_{n2} \\ dq_{n3} \\ dq_{n3} \\ dq_{n4} \\ dq_{n4} \\ dq_{n5} \\ dq_{n5} \\ dq_{n6} \\ dq_{n6} \\ dq_{n7} \\ dq_{n7} \\ dq_{n8} \\ dq_{n8} \\ dq_c \end{bmatrix} \quad (3)$$

ここで、 dQ_{nj} ： j 番目の土ばねのPGF躯体に対して垂直方向の圧縮ばねの内力増分、 dQ_{nj} ： j 番目の土ばねのPGF躯体に対して平行方向のすべりばねの内力増分、 dQ_c ：衝突点局部ばねの圧縮ばねの内力増分、 $k_{n1} \sim k_{n8}$ ：各土ばねのPGF躯体に対して垂直方向の接線ばね定数、 $k_{s1} \sim k_{s8}$ ：各土ばねのPGF躯体に対して水平方向の接線ばね定数、 k_o ：衝突点の局部ばね定数。

ここで、式(3)の係数行列をばね定数行列 k と名付けると次のように表される。

$$dQ = k dq \quad (4)$$

ただし、 dQ ：各ばねの内力増分ベクトル。

式(2)に対する仮想仕事の原理より、各ばねの内力増分 dQ に伴って生じるPGF重心および衝突体重心に作用する外力増分 dF との関係は次のようになる。

$$dF = C^T dQ \quad (5)$$

ここで、 $dF^T = [dF_\theta, dF_r, dF_\phi, dF_v]$ であり、肩字Tは転置行列を表す。

式(2),(4),(5)を連立して解くと、重心における変位増分 du と外力増分 dF との関係が次式のように求められる。

$$dF = K du \quad (6)$$

$$\text{ただし、} \quad K = C^T k C \quad (7)$$

また、ばねと同様にダッシュポットを全てのばねに並列して設置したので、ダッシュポットの変形速度増分にもなって生じる重心作用力の増分 dF_c と変位速度増分との関係も次式によって与えられる。

$$dF_c = C^T dC du = D du \quad (8)$$

ここで、 $\dot{u}$: P G F 重心位置における変位速度ベクトル、 $D = C^T dC$ 、 d : 各ダッシュポットの減衰係数マトリクスで次式のようになる。

$$d = \begin{bmatrix} d_{11} & & & & \\ & d_{11} & & & \\ & & d_{11} & & \\ & & & d_{11} & \\ & & & & d_{11} \end{bmatrix} \quad (9)$$

ただし、 d_{11} 、 d_{11} : 地盤ばね要素iのP G F 壁面直角方向および平行方向の減衰係数、 d_{11} : 衝突点の局部減衰係数。

以上のように導入された K マトリクスと D マトリクスは、各非線形ばねの時刻歴ごとの変形に対する接線勾配マトリクスになっている。よって、P G Fおよび衝突体の時刻 $t+dt$ における動的な力のつり合い条件式は次式のように表される。

$$M \ddot{u}_{(t+dt)} + F_c + D \dot{u} + F_k + K u = F_{(t+dt)} \quad (10)$$

ここで、 $\ddot{u}$: P G F の重心位置における変位加速度ベクトル。また、 F_c 、 F_k は時刻 t において重心に作用するダッシュポットによる減衰力およびばね力であり、次式のように求められる。

$$F_c = D \dot{u} \quad (11)$$

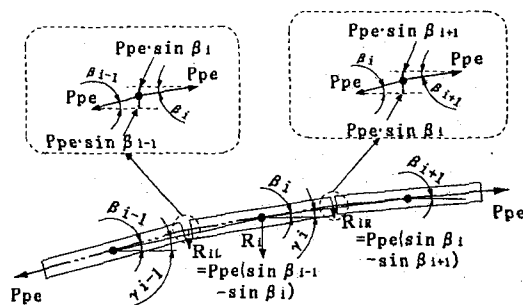
$$F_k = \int_0^t K(\tau) d\tau \quad (12)$$

ここで、 $K(\tau)$ は時刻 t に至るまでの時刻歴ごとの式(7)で与えられる剛性マトリクスを表す。

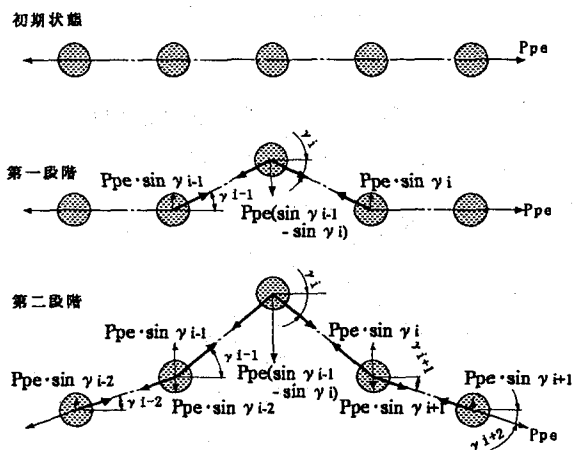
次に、 M は集中質量マトリクスであり、次のように表される。

$$M = \begin{bmatrix} m & & 0 \\ & M & \\ & & M \\ 0 & & & I \end{bmatrix} \quad (13)$$

ただし、 m : 衝突体質量、 M : P G F 質量、 I : P G F 重心回りの慣性モーメント。



(a)要素iに働くP C鋼棒による復元力 R_i



(b)変形過程図

図-4 道路軸方向の連結P G Fの解析モデル

さらに、右辺の重心作用外力 $F_{(t+dt)}$ は次式によって与えられる。

$$F_{(t+dt)} \doteq F_{(t)} = \begin{bmatrix} F_v \\ F_\theta \\ F_r \\ F_\phi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -R_i \\ 0 \\ -R_i H_p \end{bmatrix} \quad (14)$$

以上のマトリクスを式(10)に代入して、以下の手順で運動方程式を解く。なお、数値解析法としては計算時間を考慮に入れ、時間増分を大きくとることができかつ精度および安定性のよい陰的解法のウィルソン θ 法を用いるものとした⁹⁾。まず、速度増分 $d\dot{u}$ および変位増分 du はウィルソン θ 法¹⁰⁾の公式を用いると、次式のように表すことができる。

$$d\dot{u} = \dot{u}_{(t+\theta dt)} - \dot{u}_{(t)} = \theta dt \frac{\ddot{u}_{(t+\theta dt)} + \ddot{u}_{(t)}}{2} \quad (15)$$

$$du = u_{(t+\theta dt)} - u_{(t)} = \theta dt \dot{u}_{(t)} + \frac{(\theta dt)^2}{3} \ddot{u}_{(t)} + \frac{(\theta dt)^2}{6} \ddot{u}_{(t+\theta dt)} \quad (16)$$

ただし、 dt : 時間増分、 θ : 時間刻みに関する係数 ($\theta > 1$) で本法では $\theta=1.4$ を用いた。

また、式(15)、(16)を式(10)に代入することにより加速度 $\ddot{u}_{(t+\theta dt)}$ は次のように表される。

$$\ddot{u}_{(t+\theta dt)} = [M + D\theta dt/2 + K(\theta dt)^2/6]^{-1} \{F_{(t+\theta dt)} - D\{\dot{u}_{(t)}\theta dt/2\} - F_t - K\{\ddot{u}_{(t)}(\theta dt)^2/3 + \dot{u}_{(t)}\theta dt\} - F_t\} \quad (17)$$

したがって、時刻 $(t+dt)$ における加速度、速度および変位は次のように表される。

$$\ddot{u}_{(t+dt)} = \frac{(\theta-1)\ddot{u}_{(t)} + \ddot{u}_{(t+\theta dt)}}{\theta} \quad (18)$$

$$\dot{u}_{(t+dt)} = \dot{u}_{(t)} + \{\ddot{u}_{(t)} + \ddot{u}_{(t+dt)}\}dt/2 \quad (19)$$

$$u_{(t+dt)} = u_{(t)} + \dot{u}_{(t)}dt + \ddot{u}_{(t)}dt^2/3 + \ddot{u}_{(t+dt)}dt^2/6 \quad (20)$$

以上の計算を P G F の個数回繰り返すことによって x-z 軸に関する断面重心位置での変位分布が得られる。

2. 3 ステップ 2 : 道路軸方向 (x-y 平面内) の連結 P G F の P C 鋼棒による復元力解析

いま、時刻 t における隣接する 3 個の P G F の変形状態を図-4(a)に示すと、要素 i に生じる P C 鋼棒の張力による復元力 R_i は、P C 鋼棒がアンボンドでいずれの P G F 内においても張力一定であることを考慮して次式のように求められる。

$$R_i = R_{iL} + R_{iR} \quad (21)$$

ここに、 R_{iL} 、 R_{iR} は図-4(a)に表す i 番目の P G F の左端および右端に生じる P C 鋼棒の折れ変形によって生じる復元力で、それぞれ次のように算出される。

$$R_{iL} = P_{pe}(\sin\beta_{i-1} - \sin\beta_i) \quad (22)$$

$$R_{iR} = P_{pe}(\sin\beta_i - \sin\beta_{i+1}) \quad (23)$$

ただし、 β_i : i 要素の折れ角で水平線と P G F 軸線とのなす角 (反時計回りを正とする)、 P_{pe} : P C 鋼棒の張力。

式(22)、(23)を式(21)に代入すると

$$R_i = P_{pe}(\sin\beta_{i-1} - \sin\beta_{i+1}) \quad (24)$$

ところで、図-4(a)に示すように各 P G F 中心を結ぶ線と水平線とのなす角を γ とすると、式(24)は近似的に次式によって与えることができる。

$$R_i = P_{pe}(\sin\gamma_{i-1} - \sin\gamma_i) \quad (25)$$

ここで、 γ_i は反時計回りを正とするが、図-4(b)に示すように、各 P G F の x 方向の移動量との関係により次式によって求められる。

$$\gamma_i = \tan^{-1} \frac{x_{i+1} - x_i}{y_{i+1} - y_i} \quad (26)$$

ここで、 x_i : i 番目の P G F の P C 鋼棒位置での x 方向移動量、 y_i : i 番目の P G F の初期配列時の中心位置の y 座標。

また、式(25)における P C 鋼棒の張力 P_{pe} はアンボンドであることを考慮して、次式によって与えられる。

$$P_{pe} = P_p + A_p \cdot E_p \frac{l_p' - l_p}{l_p} \quad (27)$$

ここで、 P_p : 初期緊張力、 A_p : P C 鋼棒の断面積、 E_p : P C 鋼棒の弾性係数、 l_p : P C 鋼棒の初期定着区間距離、 l_p' : 変形後の P C 鋼棒の定着区間距離であり、次

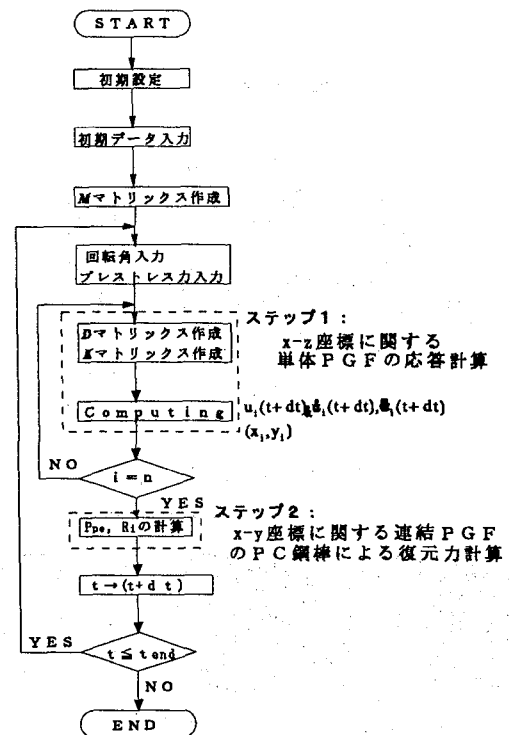


図-5 2段階解析法の計算フローチャート

式によって求められる。

$$l_p' = \sum_{i=1}^{n-1} \sqrt{(y_{i+1} - y_i)^2 + (x_{i+1} - x_i)^2} \quad (28)$$

ここで、 n : P G F の総数。

よって、式(25)に式(26)~(28)を代入することにより、連結 P G F の変形にともなって生じる各 P G F の復元力が求められる。この際、復元力 R_i が式(27)によって初期緊張力 P_p の関数であることもわかる。

2. 4 2段階解析法の概要

以上の解析基本式を用いて、ステップ 1、2 の 2 段階解析を各時刻ごと逐次行うことにより、衝撃立体挙動の解明が可能となり、以下の手順となる。

- ①まず初期のデータを入力する (例えば表-1)。
- ②ステップ 1 : 当初 $R_i=0$ として、式(10)を式(18)~(20)を用いて解き、単体 P G F の重心における変位、速度および加速度を求める。
- ③ステップ 2 : 変形後の連結 P G F の P C 鋼棒による復元力を式(25)より求める。
- ④ステップ 1、2 を各時刻ごとに繰り返す。
- ⑤ $t=t_{end}$ のとき計算を終了する。

以上の計算フローチャートを示すと図-5 のようになる。

3. 衝撃模型実験に対するシミュレーション

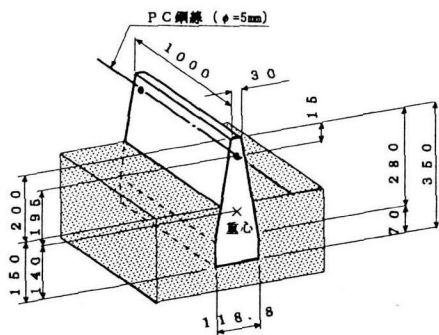


図-6 PGF供試体の形状寸法
(単位: mm)

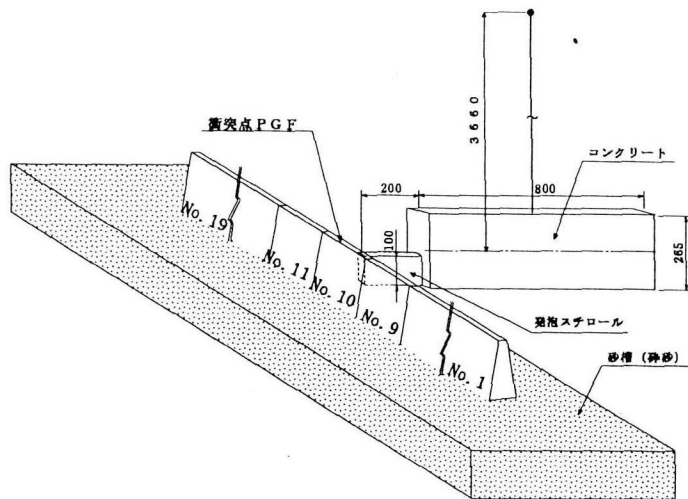


図-7 振り子実験概要 (単位: mm)

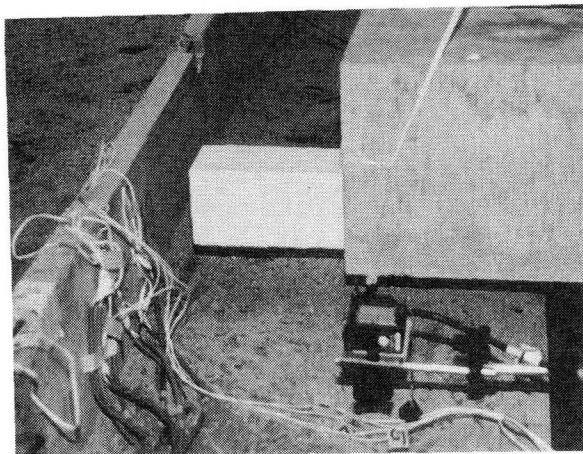


写真-3 模型実験概要

ここでは、本研究に先立って行った1/5モデル実験⁸⁾に対するシミュレーションを行うとともに、2次元モデルによる計算結果との比較検討を行って、本法の妥当性と有用性について検討する。なお、以下に述べる天端変位とは、模型実験において変位計を設置した上端から15mm下のPC鋼棒位置での変位を示す。

3.1 実験の概要

本実験は、将来設置基準を設定する際に問題となるPGFの最大および残留変位量や安定性等を、実験的に検証することを目的として行ったので、車両の衝突については主荷重となる直角方向成分のみを採用するものとした。なお、衝突角度については過去の調査¹¹⁾において20度以下と報告されているので、ここでは最大の20度とした。

つまり、接続PGFモデルは写真-3に示すように、図-6に示すような高さ35cm、長さ100cm、重さ0.79kNの単体PGFをコンクリート用細骨材(砕砂)で作られた砂槽の中に15cm埋設し、19個接続して並べた上で、図-6に示すように上部から15mmのところへPC鋼線を通

表-1 入力データ一覧表(模型実験)

項	目	記号	入力値
車 両	重量	W_{car}	1.57kN
	衝突速度	V_{car}	400cm/sec
	衝突角度	θ_{car}	90°
	ばね定数	k_c	図-8参照
	減衰係数	d_c	2.158Nsec/cm
P G F	重量	W_{PGF}	0.79kN
	地上高さ	H	20cm
	埋め込み深さ	h	15cm
	底版幅	L	11.9cm
P C 鋼 棒	径	ϕ_p	5mm
	断面積	A_p	19.63mm ²
	弾性係数	E_p	196200MPa
	総延長	L_p	1900cm
	ばね定数	k_p	2023.8N/cm
	位置	e	15mm
	初期緊張力	P_p	14.715kN
地 盤	地盤反力係数	K_{vo}	41.594N/cm ³
	鉛直方向ばね定数	k_{nv}	22.298kN/cm
			2.869kN/cm
	水平方向ばね定数	k_{nh}	8.608kN/cm
			14.332kN/cm
	せん断ばね定数	k_s	7.413N/cm
	減衰係数	d_{nv}	119.5Nsec/cm
			23.6Nsec/cm
		d_{nh}	41.0Nsec/cm
			52.9Nsec/cm
		d_s	38.1Nsec/cm

して両端のPGF(No.1およびNo.19)の端部において緊張したものである。この接続PGFモデルへの車両衝突を模擬するために、図-7に示すような重量1.57kNのコンクリート重錘の先端に車両のバンパー等の塑性変形によって衝突エネルギーを吸収する特性を模した発泡スチロールを取り付けたものを、振り子式衝突実験装置によって4.0m/secで接続PGFの軸線に直角に衝突させた。この衝突速度と重錘重量は、総重量196.2kN(モデル重量は1/5モデルなので $W_{car}=196.2/5=1.57kN$)の大型貨物車両が100km/hの速度で入射角20°で衝突する(直角には100km/h $\cdot\sin 20^\circ=34.2km/h$ で衝突することになるので、モデル車両の衝突速度は相似比を考慮に入れ¹²⁾、 $V_{car}=34200/(3600\times\sqrt{5})\div 4.0m/sec$ 場合を想定したものであ

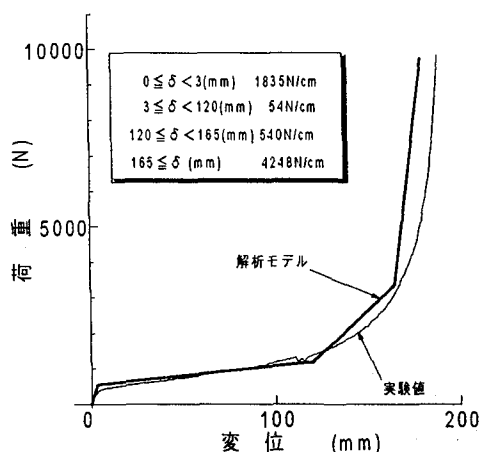


図-8 発泡スチロールの荷重～変位関係

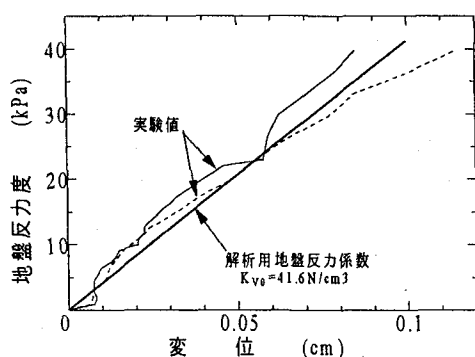


図-9 土の地盤反力度～変位関係

る。

3.2 入力値

実験のシミュレーションに用いた解析用入力値を表-1に一覧にして示す。車両のばね定数については発泡スチロールの静的一軸圧縮実験により図-8のような荷重～変位曲線を得たので、この勾配を用いた。また、地盤のばね定数および減衰係数の決定法について以下に記述する。

(1) 土の鉛直方向ばね定数および減衰係数

土の鉛直方向のばね定数は平板載荷試験によって決定した。すなわち、個々のばね定数は次式によって求めた。

$$k_{nv} = K_v \times A_f \quad (29)$$

ただし、 k_{nv} ：土の鉛直方向ばね定数、 A_f ：ばねの代表面積(1190cm²)、 K_v ：土の鉛直方向地盤反力係数であり、道路橋示方書^{1,2)}は平板載荷試験の結果を用いて次式によって算定可能としている。

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad (30)$$

ただし、 K_{v0} ：平板載荷試験の地盤反力係数(図-9参照)、 B ：基礎の換算載荷幅(=√ A_f)。

また、減衰係数 d_{nv} は次式によって算定される。

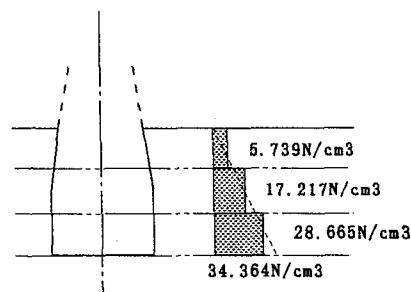


図-10 土の水平方向地盤反力係数

$$d_{nv} = 2h_v \sqrt{mk_{nv}} \quad (31)$$

ただし、 m ：PGFの質量、 h_v ：土の減衰定数。

一般に、土の減衰係数は弾性波動の伝播によるエネルギー損失(幾何減衰)と、ひずみ履歴または粘性効果による内部エネルギー損失に大別でき、幾何減衰定数については次の式が提案されている¹⁴⁾。

$$h_v = \frac{0.425}{\sqrt{B_v}} \quad (32a)$$

$$B_v = \frac{1-\nu}{4} \frac{m}{\rho \gamma_0^3}, \quad \gamma_0 = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \quad (32b, c)$$

ただし、 h_v ：鉛直方向減衰定数、 B_v ：鉛直方向質量比、 ν ：ポアソン比(0 ≤ ν ≤ 0.5)、 ρ ：単位体積重量、 m ：PGFの質量。

(2) 土の水平方向ばね定数および減衰係数

土の水平方向ばね定数 k_{nh} は次式によって与えられる。

$$k_{nh} = K_H \times A_h \quad (33)$$

ただし、 A_h ：ばねの代表面積、 K_H ：土の水平方向地盤反力係数であり、式(30)と同様に次式で求める。

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad (34a)$$

ただし、 K_{H0} は水平方向に換算した平板載荷試験の地盤反力係数に相当するものであるが、これについてはPGF底面までに K_{v0} となるような深さとの比例関係を取り、次式によって求められる。

$$K_{H0} = K_{v0} \frac{H_i}{H_v} \quad (34b)$$

ここで、 H_v ：PGFの埋め込み深さ、 H_i ：ばねiの深さ。よって、水平方向のばね定数は図-10に示すような深さ方向に強いものになる。

また、減衰係数は式(31)で k_{nv} 、 h_v に代えて k_{nh} および次式の水平方向の減衰定数 h_h を代入して求められる¹⁴⁾。

$$h_h = \frac{0.288}{\sqrt{B_h}} \quad (35a)$$

$$B_h = \frac{7-8\nu}{32(1-\nu)} \frac{m}{\rho \gamma_0^3} \quad (35b)$$

ただし、 B_h ：水平方向質量比。

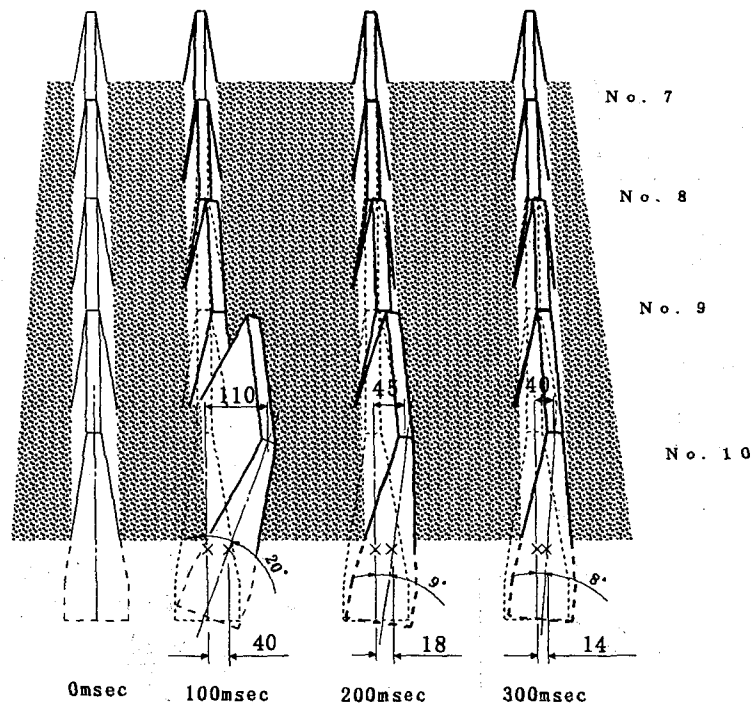


図-1 1 衝突点近傍 P G F の変形過程 (単位:mm)

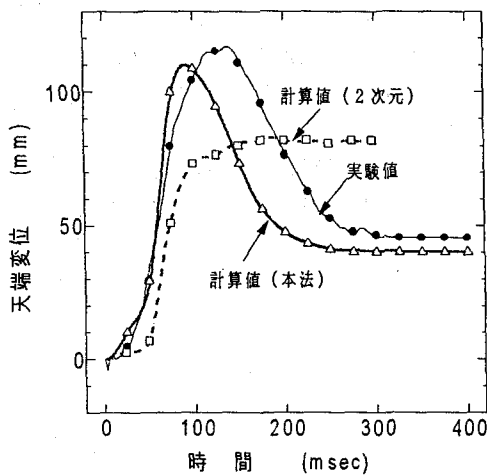


図-1 2 衝突点 P G F の天端変位～時間関係

(3) せん断方向ばね定数および減衰係数

土のせん断方向ばね定数は次の式によって算出した。

$$k_s = K_s \times A_s \quad (36)$$

ただし、 k_s : 土の水平方向せん断ばね定数、 K_s : 土の水平方向せん断地盤反力係数、 A_s : 作用面積。

ところで土の水平方向せん断地盤反力係数は道路橋示方書¹⁰⁾によると、次のように表される。

$$K_s = \lambda \times K_v \quad (37)$$

ただし、 λ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比(=1/3~1/4)。

また、減衰係数については式(31)の k_{nv} に代えて k_s を代入することによって求めた。

3. 3 計算結果と考察

以下に実験に関するシミュレーションの計算結果と考

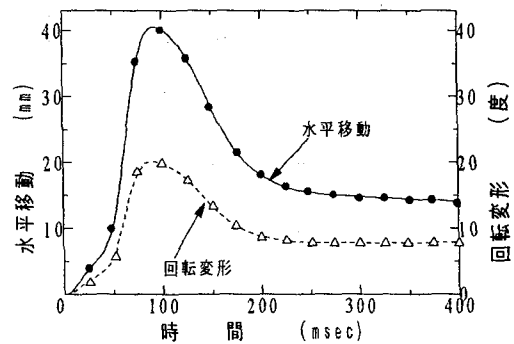


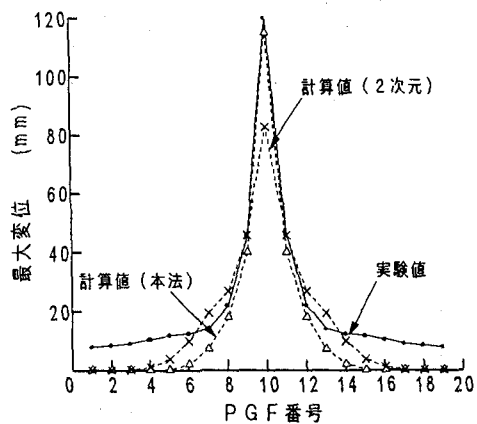
図-1 3 衝突点 P G F の重心位置での水平および回転変位～時間関係

察を述べる。なお、計算は時間増分を1msecとし、衝撃応答が終了する400msecまで行うものとした。また、2段階解析法における各繰返し回数は約7600回であった。

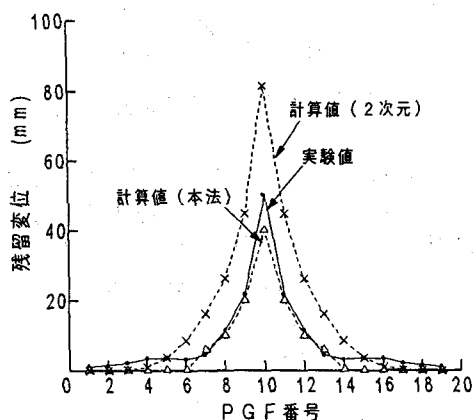
(1) P G F の変形挙動

図-1 1 に本手法によって得られた衝突点近傍の P G F の変形挙動を300msecまでの時刻歴で示す。これより、衝突荷重を受けた衝突点 P G F は100msecまでの間に水平方向に重心位置の距離にして40mm移動するが、その際回転変形をともなうために天端部では110mm水平方向に移動することがわかる。その後、P G F は地盤と P C 鋼棒の復元力によって水平方向の移動および回転変形とも初期位置の方に戻り始め、運動がほぼ終了する300msecでは水平移動量が14mmまで復元して回転変位量もほぼ直立状態まで戻ることがわかる。このことは値は小さいが No. 7~9 についても同様の現象が確認できる。

また、100msecにおいて衝突点 P G F (No. 10) の回転変形が大きく隣接する P G F (No. 9) との変形に差が生じ



(a)最大変位



(b)残留変位

図-14 PGFの天端変位分布

る。特にこの変形は頂部において大きくなるため、本法で導入した式(25)によって求められるPC鋼棒による復元力が強く衝突点PGFに作用することがうかがわれる。

図-12にこのようにして得られた衝突点PGFの天端変位～時間関係を示す。図中に△で示した本法による計算結果は●で示した実験値とピーク値が現れる時間が若干早まる点を除いてその最大値および残留値ともに良く一致することがわかる。一方、□で示した2次元平面解析⁸⁾の結果は、回転にともなう変形を表現できていないために、全体的挙動を表しきれていないことがわかる。

図-13には衝突点PGFの水平移動変位と回転変形の時刻歴応答を示す。これより図-11で示した100msecにおける天端変位の最大値110mmの中には水平変位40mmと回転変形20°による変位70mm($=195\sin 20^\circ$ mm)が含まれていることがわかる。

図-14(a),(b)に連結PGFの最大変位分布と残留変位分布を示す。図-14(a)より衝突点PGF(No.10)の最大変位は実験値と良く一致している。しかし、衝突点から離れたPGF(No.1~7, 13~19)の最大変位は実験値の方が解析値よりも大きい。これは、実際の実験挙動でPC鋼棒の連結効果が強かったためと考えられる。一方、2次元解析の場合には、衝突点PGFのみならず

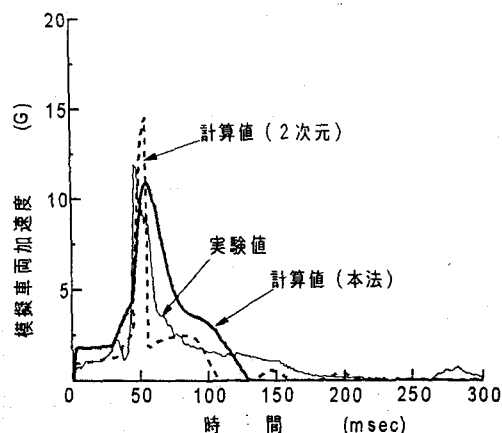


図-15 模擬車両の加速度～時間関係

全般にもあまり実験値をうまくシミュレートしていないことがわかる。次に、図-14(b)の本法による残留変形の分布についても実験値を良くシミュレートしている。しかし、2次元解析による計算値は実験値よりも全般的にかなり大きい。これは、2次元解析では復元運動を考慮できないためである。

図-15に衝突体(模擬車両)の受ける加速度の時刻歴応答を示す。比較のために2次元解析の計算結果も示す。これより、衝突体の加速度は、供試体PGFの剛性に依存して局部的に発生する加速度であり、作用時間も極めて短いことがわかり、本法および2次元解析による計算値はその特色を良く捉えている。しかし、ピーク値に着目すると、本法による計算値は実験値(生データを単純移動平均によりスムージングした値)をほぼ良くシミュレートしているが、2次元解析よりも若干小さい。これは本法がPGFの回転変位を考慮しているために、最大加速度発生時間の50msec近傍において、図-12のように衝突点PGFの変位が2次元解析よりも大きくなったため本法のピーク値がやや小さくなったものと思われる。以上より、加速度の時刻歴に若干の位相があるが、本法は全体的に実験値をほぼ良くシミュレートしているものと思われる。

4. 土中埋め込み型PGFの構造パラメータが衝撃挙動に与える影響

ここでは、PGFの衝突挙動に大きな影響を及ぼすと思われる、①埋め戻し土砂の強度、②PC鋼棒の初期緊張力、③衝突速度および④埋め込み深さが衝突点PGFの最大変位および残留変位に与える影響について検討を行う。ただし、現状では実物車両のモデル化のためのデータが十分に得られないために、実現象に対する定量的検討を加えることが困難である。したがって、今回はより正確な入力値が得られている模型構造物を対象として、各パラメータがPGFの変位に与える影響を定性的に検討するものとした。

表-2 埋め戻し土の強度一覧

埋め戻し の 種 類	地盤反力係数 (N/cm^3) (K_{v0})	ばね定数(kN/cm)					減衰係数($Nsec/cm$)				
		鉛直 (k_{nv})	水平 (k_{nh})			せん断 (k_s)	鉛直 (d_{nv})	水 平 (d_{nh})			せん断 (d_s)
			地表側	中間	底版			地表	中間	底版	
土 砂	78.5	42.1	5.4	16.2	27.0	14.0	143.9	31.3	54.2	70.0	52.3
舗 装	44408.0	---	15.6×10^3	---	---	---	---	2053.2	---	---	---

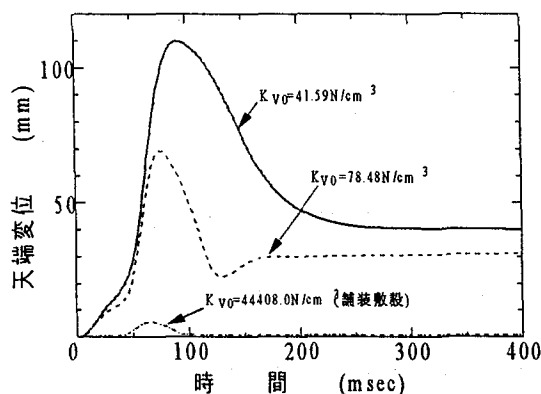


図-16 地盤による変位の比較

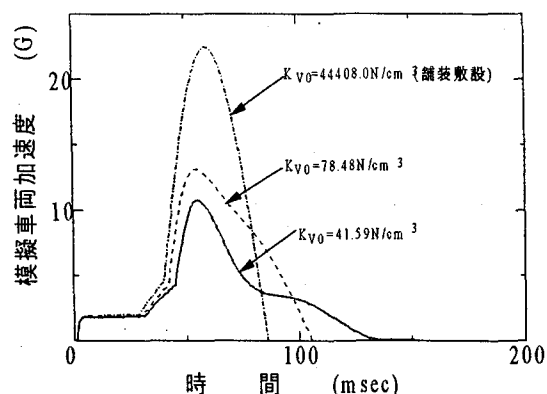


図-17 地盤による加速度の比較

4.1 埋め戻し土の強度

PGFの施工後の埋め戻しは、一般に土砂による場合と、舗装が敷設される場合に大別される。これらの埋め戻し土の強度の一覧を表-2に示し、それぞれの値の算定根拠を以下に述べる。

(1) 土の諸定数

土の鉛直方向地盤反力係数は、過去の地盤実験データによると一般に $K_{v0}=13.73 \sim 137.3 N/cm^3$ 程度とされている¹⁵⁾。今回の実験においては砕砂を人力によって埋め戻したために、平板載荷試験より得られた鉛直方向地盤反力係数が $K_{v0}=41.59 N/cm^3$ と非常に柔らかい値を示した。しかし、路盤上に設置する場合は、良好な支持力を有している堅い状況であるために、鉛直方向地盤反力係数は $K_{v0}=78.48 N/cm^3$ 程度の値が期待できると思われる。したがって、この値を式(29)~(37)に代入して土の諸定数を算定した。なお、この時のポアソン比は $\nu=0.35$ とした。

(2) 舗装の水平方向ばね定数

舗装のばね定数を推定することは困難であるが、ここでは舗装を強固な土と仮定し、諸定数を算出するものとした。舗装はアスファルト舗装とし、その厚さを20mm、弾性係数およびポアソン比をそれぞれ9810MPa、0.25¹⁶⁾と仮定した。まず、舗装の鉛直方向地盤反力係数を次のように算定した。いま、直径30cmの鉄板を用いた平板載荷試験を想定した場合の鉛直方向のばね定数(k_v)は次の式で求まる¹⁴⁾。

$$k_v = \frac{4Gr_0}{1-\nu} \quad (38)$$

ここに、 $G=E/\{2(1+\nu)\}$ 。ただし、 G :せん断弾性係数、 r_0 :載荷円盤の半径、 ν :ポアソン比、 E :弾性係数。

この鉛直方向ばね定数 k_v を式(23)に代入すると、鉛直方向地盤反力係数 K_v は次のようになる。

$$K_v = k_v / A_r \quad (39)$$

また、式(30)において、 $B=30cm$ (載荷円盤の直径)であるから $K_{v0}=K_v$ となるので、式(34)より水平方向地盤反力係数を求めることができる。以上より、式(33)を用いて舗装の水平方向のばね定数を算出することができる。

また、舗装の減衰定数は式(35)より $h_H=0.08$ となるので、減衰係数は式(31)より求めることができる。

4.2 計算結果

(1) 埋め戻し土の強度の影響

以下に、土の諸係数を変化させた場合の、PGFの変位に与える影響を調べる。なお、車両の衝突条件は模型実験と同様とした。

図-16は、地盤反力係数を変化させたときの衝突点PGFの天端変位~時間関係を示したものである。この図より、土の地盤反力係数を約2倍にすることによって、天端の最大変位を約40%程度減少させることがわかる。また、舗装を敷設することにより、PGFの最大変位は5mm程度になり、ほぼ固定壁に近い挙動を示すことがわかる。

次に、図-17は地盤反力係数を変化させた場合の衝突車両の加速度~時間関係を示したものである。この図から、地盤の強度が増すにつれて車両の加速度が増加することがわかる。特に、舗装を敷設した場合は、最大値で土の場合の約2倍近い値を示しており、車両側に強い衝撃力を与えることがわかる。

参考までに、アメリカの推奨基準における車両の加速度の許容値は50msecの平均値で15G以下となっており、実車衝突実験においてはこれを満足している⁴⁾。以上より、舗装敷設よりも土中埋め込み型の方が車両加速度が約1/2となるので、運転手に対して危険度は少なくなるがわかる。

(2) PC鋼棒の初期緊張力の影響

次に、PC鋼棒の初期緊張力 P_0 が衝突点PGFの最大

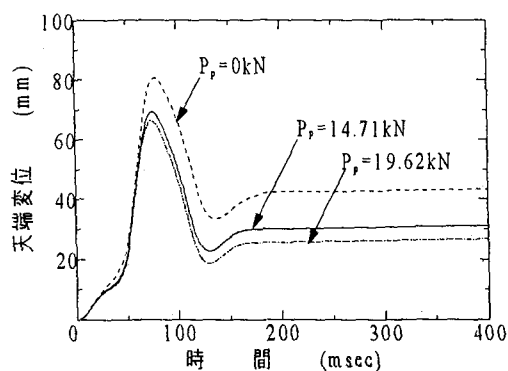


図-18 衝突点 P G F の天端変位～時間関係

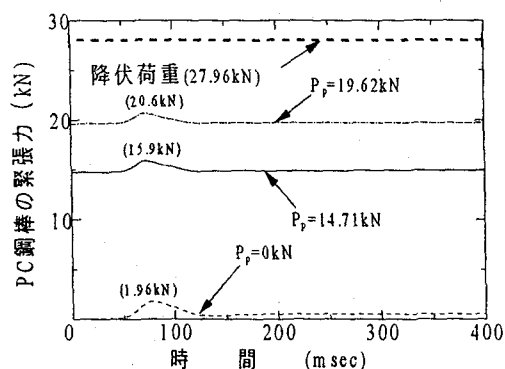


図-19 P C 鋼棒の緊張力～時間関係

変位および残留変位に及ぼす影響について検討する。本 P G F においては、P C 鋼棒がコンクリートにプレストレスを与えることと同時に、P G F の変位を復元させるばねの役割をしている。したがって、その直径や位置も重要な要素となるが、これらは施工性から制限を受けるために、ここでは初期緊張力 P_p についてのみ検討を行うものとする。なお、土の地盤反力係数としては $K_v = 78.48 \text{ N/cm}^3$ を用いるものとする。

図-18 は、P C 鋼棒の初期緊張力 P_p を降伏点荷重 27.96 kN の 0%、50%、70% と変化させた場合の衝突点 P G F の天端変位～時間関係を示したものである。この図より、プレストレス量の増加に伴い、天端変位が減少することがわかる。

次に、図-19 に P C 鋼棒の緊張力～時間関係を示す。この図より P C 鋼棒の緊張力は最大時に初期緊張力より $0.98 \text{ kN} \sim 1.96 \text{ kN}$ 程度増加するが、降伏点荷重 (27.96 kN) よりも小さいことがわかる。以上より、初期緊張力は大きく設定する方が有利であるが、不慮の荷重に対する安全性を考慮すると、初期緊張力を降伏荷重の約 7 割程度に設定するのが望ましいと思われる。

(3) 衝突速度による影響

車両の衝突速度が、衝突点 P G F の最大および残留変位量に及ぼす影響について調べる。ここでは衝突速度をそれぞれ $170, 250, 340, 400 \text{ cm/sec}$ (換算実車速度 $40, 60, 80, 100 \text{ km/h}$) と変化させ、P C 鋼棒の初期緊張力は 19.62 kN

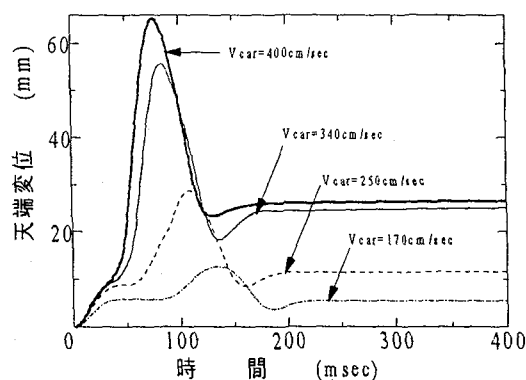


図-20 衝突速度による衝突点 P G F の天端変位～時間関係

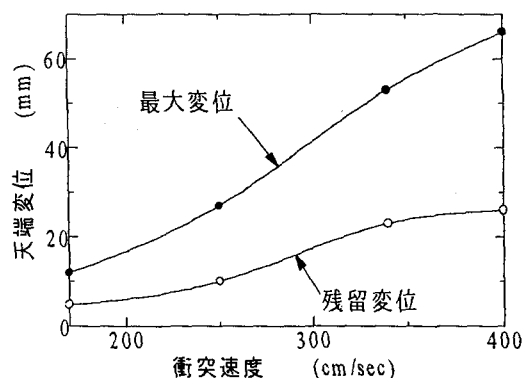


図-21 衝突点 P G F の天端変位～衝突速度関係

とした。また、埋め戻しの方法を土とし、土の地盤反力係数として $K_v = 78.48 \text{ N/cm}^3$ を用いる。

図-20 に衝突速度を変化させた場合の衝突点 P G F の天端変位～時間関係を示す。また、図-21 に衝突点 P G F の天端変位～衝突速度関係を示す。これらの図から、衝突速度が 400 cm/sec のときは最大変位が 250 cm/sec のときの約 2 倍、残留変位は約 3 倍に大きくなることがわかる。また、高速になるほど変形時間が短くなり、衝撃度が高いことがわかる。以上より、衝突速度が P G F 天端変位に与える影響は極めて大きいことがわかる。

(4) 埋め込み深さの影響

埋め込み深さ h が衝突点 P G F の最大変位および残留変位に及ぼす影響について検討を行う。

図-22 に土で埋め戻した場合の衝突点 P G F の天端変位～衝突速度関係を示す。この図からどの衝突速度においても、埋め込み深さを 5 cm にした場合の衝突点 P G F の天端の最大変位および残留変位は、 15 cm 埋め込んだ場合のそれぞれの値に比べ約 2 倍および 3.5 倍に増加していることがわかる。以上より、今回計算を行った範囲内では、根入れ深さを 5 cm (実際 25 cm) とした場合においても P G F は転倒せず復元することがわかるが、その変位量は大きくなるために、根入れ深さの決定においては設置位置の余裕幅等の条件を十分検討する必要があると思

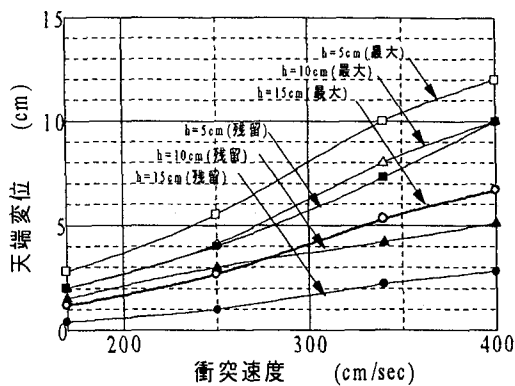


図-2.2 衝突点P G F天端変位～衝突速度関係

われる。

4. 結論

本研究は、P C鋼棒によって連結された土中埋め込み型P G Fについて、2段階の衝撃応答解析を行うことにより、その衝突立体挙動を解明し、さらに各種パラメータが衝突点P G Fの天端変位に与える影響について検討したものである。本研究で得られた結果を要約すると、以下のとおりである。

(1) 道路直角方向の垂直面内の単体P G Fのばね-質点系衝突解析と道路軸方向の連結P G Fの復元力解析の2段階解析を逐次行うことにより、P G Fの衝突立体挙動を解明することができた。

(2) 本解析法を模型実験結果と比較することにより、その立体挙動をほぼシミュレートすることができた。特に衝突点近傍のP G Fの変形挙動(特に復元挙動)については、精度良く再現することができた。

(3) 埋め戻し土の強度を2倍にすることによって、衝突点P G Fの最大変位は約40%低減することが確認された。

(4) P G Fの埋め戻し部分に舗装を敷設することによって、変位が80%程度減少するが、車両の加速度が約2倍になることや、残留変位がほぼ0mmになることが確認された。

(5) P C鋼棒の初期緊張力を増加させることによって衝突点P G Fの変位量を小さくでき、また初期緊張力を降伏荷重の7割程度に設定してもよいことが確認された。

(6) 衝突速度を約1.5倍(250cm/sec→400cm/sec)増加させると、衝突点P G Fの天端変位は約2倍大きくなることがわかった。

(7) 埋め込み深さを5cmにすると、衝突点P G Fの天端変位は15cm埋め込んだ場合の約2倍になることが認められた。

今後は実車両衝突実験との整合性を加味することによって実車の衝突問題に拡張することが課題であると思われる。

参考文献

- 1) 福田正：コンクリート防護柵の現状と課題，コンクリート工学Vol.32, No.6, pp16～25, 1994年6月
- 2) (財)土木研究センター剛性防護柵検討委員会：剛性防護柵に関する調査研究報告書(案)，1991年3月。
- 3) 瀬尾卓也，酒井洋一ほか：プレキャストコンクリート製防護柵の実車衝突実験について，土木学会第2回落石等による衝撃問題に関する講演論文集，pp.65～70, 1993年6月。
- 4) (財)高速道路技術センター：京葉道路(改築)コンクリート防護柵に関する技術検討報告書，1993年12月。
- 5) M.Okuda, K.Kobayashi, N.Ishikawa, T.Ohta: Impact Behavior of the Unit Body of Precast Concrete Guardfense Buried into the soil, 3rd Kerensky Conference, pp.465～470, JUL.1994.
- 6) 奥田将樹，小林一隆，石川信隆：土中埋め込み型プレキャストコンクリートガードフェンスの衝撃模型実験，土木学会第22回関東支部技術研究発表会概要集，pp.36～37, 1995年3月。
- 7) 小林一隆，奥田将樹，石川信隆，太田俊昭：土中型プレキャストコンクリートガードフェンスの模型実験に対する衝撃応答解析，土木学会第50回年次学術講演会概要集第1部(B)，pp.1112～1113, 1995年9月。
- 8) 小林一隆，奥田将樹，石川信隆，太田俊昭：土中型プレキャストコンクリートガードフェンスの模型実験と衝撃応答解析，土木学会論文集，No.549 / I-37, pp.175～189, 1996年10月。
- 9) 土木学会：構造工学シリーズ6 構造物の衝撃挙動と設計法，1994年1月。
- 10) 戸川隼人：有限要素法による振動解析，サイエンス社，1975年10月。
- 11) (財)高速道路調査会：平成5年度高規格幹線道路の防護柵設計に関する検討(その3)報告書(日本道路公団委託)，1994年3月。
- 12) 小林一隆，奥田将樹，石川信隆，比留間豊：緩衝型コンクリート製プレキャストガードフェンスの模型実験に対する衝撃応答解析，構造工学論文集Vol.40A, pp.1531～1542, 1994年3月。
- 13) (社)日本道路協会，道路橋示方書・同解説IV下部構造編，1994年2月。
- 14) F.E.リチャード・Jr., J.R.ホール・Jr., R.D.ウッズ(岩崎敏男，嶋津晃臣共訳)：土と基礎の振動，鹿島出版会，1986年1月。
- 15) 山口柏樹：土質力学，技報堂，1976年8月。
- 16) (社)日本道路協会：アスファルト舗装要綱，1993年11月。

(1996年 9月 6日受付)